Revista Internacional de
**Ingeniería
de Estructuras**

Vol. 22, 4, 393-420 (2017)

SEISMIC DESIGN OF RC FRAMED BUILDINGS CONSIDERING DIFFERENT CRITERIA FOR THE DEFINITION OF THE EFFECTIVE STIFFNESSES OF STRUCTURAL MEMBERS

Eber Godínez [(1)], Sheila España [(2)], Cesar Camacho [(3)]

[(1)]Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Chiapas, Campus-I, Blvd. Belisario Domínguez, km 1081, S/N, Col. Terán, 29050, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México. eber.godinez@unach.mx
[(2)]Ex alumna de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Chiapas, Campus-I, Blvd. Belisario Domínguez, kilómetro 1081, Sin número, Col. Terán, 29050, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México. fersitia@hotmail.com
[(3)]Ex alumno de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Chiapas, Campus-I, Blvd. Belisario Domínguez, kilómetro 1081, Sin número, Col. Terán, 29050, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México. cezar_1701@hotmail.com

Received: July 2017. Accepted: September 2017

ABSTRACT

In this paper the authors summarize the results of a study devoted to show the impact of using different approaches for defining the effective flexural stiffness (EI_e) of RC members on the seismic design process of non-ductile RC framed buildings. As a first stage, the effect of varying the criteria for defining the effective flexural stiffness on RC beams is evaluated, while the flexural stiffness of RC columns is considered using uncraked properties. To this end, regular buildings of 4, 8 and 12 stories were studied considering the following two main variants: a) the stiffness slab participation is considered or neglected to model the RC beams and, b) cracked or uncracked sections are considered to model the RC beams. Subsequently, the design sections obtained using different codes approaches for defining the effective stiffness of RC members are compared. The considered design codes are: a) reinforced concrete guidelines of current Mexican Code (NTCC-04), b) American Concrete Institute (ACI-318-14) and, c) the new proposal for the reinforced concrete guidelines of Mexican Code (NTCC-17). An additional study model with uncracked sections is also considered. The comparison is made in terms of the dynamic properties, story drifts, required concrete volumes and the associated costs. From the results obtained in this study, it is possible to conclude that an arbitrary choice of the criteria to define the effective flexural stiffness of RC members could lead to non-conservative seismic design. It is also shown that, the structural analysis results using rectangular beam sections with uncracked properties are not equivalent to those obtained when T and L beam sections with cracked properties are used. Finally, when using different code criteria for defining the effective stiffness of RC members, considering a uniform stiffness design criterion, no significant differences in the required reinforced concrete volumes are observed, and therefore, no important variations in the final cost of the studied buildings are obtained.

Keywords: Effective stiffness; RC buildings; seismic design, story drifts.

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO CONSIDERANDO DIFERENTES CRITERIOS PARA LA DEFINICIÓN DE LAS RIGIDECES EFECTIVAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

RESUMEN

Se presenta un estudio en que se ilustra el efecto que tiene el criterio empleado para la definición de las rigideces efectivas a flexión (EI_e) de los elementos estructurales en el proceso de diseño sísmico de edificios con base en marcos de concreto reforzado no dúctiles. En primera instancia, para evaluar el efecto derivado de emplear diferentes criterios para la definición de las rigideces efectivas en vigas, se estudiaron edificios regulares de 4, 8 y 12 niveles, en que se consideran dos variantes principales: a) la consideración u omisión de la losa en rigidez y, b) la consideración u omisión del efecto del agrietamiento en la determinación de las rigideces de vigas. En estos casos las rigideces de columnas se calcularon con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto. Posteriormente, se comparan los resultados de diseños realizados con base en los criterios de diferentes reglamentos para la definición de EI_e, dentro de los que se encuentran: a) las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de México (NTCC-04), b) el Instituto Americano del Concreto (ACI-318-14) y, c) la nueva propuesta de las NTCC de México (NTCC-17). Adicionalmente, se toma en cuenta un criterio en que se consideran a todos los elementos estructurales con secciones no agrietadas. La comparativa se realiza en términos de las propiedades dinámicas, las distorsiones de entrepiso, los volúmenes de concreto reforzado requeridos y los costos asociados. Con base en los resultados obtenidos, es posible concluir que una elección arbitraria de los criterios para definir las rigideces de los elementos estructurales podría conducir a diseños sísmicos no conservadores. Además, se muestra que los resultados derivados de un análisis estructural considerando vigas de sección rectangular con propiedades gruesas no son equivalentes a los obtenidos al considerar vigas de sección T y L con propiedades agrietadas, contrario a lo usualmente considerado en la práctica profesional. Finalmente, se observa que, al emplear las diferentes hipótesis reglamentarias para definir las rigideces efectivas, considerando un criterio uniforme de diseño por rigidez global del sistema, no se obtuvieron diferencias significativas en los volúmenes de concreto reforzado requerido, y por ende, no existen variaciones de importancia en el costo final de los edificios estudiados.

Palabras clave: Rigidez efectiva; edificios de concreto reforzado; diseño sismorresistente, distorsiones de entrepiso.

1 INTRODUCCIÓN

Como es bien sabido, un aspecto de gran importancia dentro del ámbito del análisis y diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado radica en la adecuada estimación de las rigideces efectivas (EI_e) de los elementos

estructurales. Por ejemplo, el diseño de edificios de altura considerable ubicados en zonas de alta sismicidad (como la zona del lago de la Ciudad de México o la costa del estado de Guerrero, en México), en muchas ocasiones, está regido por el control de desplazamientos o distorsiones de entrepiso máximas permisibles estipuladas en un reglamento de diseño, aspecto que es totalmente dependiente del criterio empleado en la determinación de las rigideces efectivas en los elementos estructurales. Claramente se observa que al analizar una estructura considerando diferentes criterios para la definición de las rigideces efectivas, las secciones transversales de diseño requeridas para cumplir con los requisitos reglamentarios de rigidez lateral asociados a los diferentes estados límite pueden diferir entre sí, lo que finalmente podría impactar en el costo final de las edificaciones.

Otros aspectos de gran importancia que se ven directamente afectados por el criterio empleado para definir las rigideces efectivas a flexión de los elementos de concreto son: a) las propiedades dinámicas de la estructura (periodos de vibración), y por ende la estimación de las demandas de fuerza para la cual deberán diseñarse tanto los elementos sismorresistentes como el sistema global, b) la distribución de fuerzas internas y, c) los efectos de segundo orden. Por lo anterior, es claro que la selección de un criterio arbitrario para definir las rigideces efectivas de los elementos estructurales puede conducir a diseños no conservadores, pues podría diseñarse una estructura para niveles de aceleración menores que los que realmente experimentaría durante un evento sísmico importante, así como brindar a la estructura rigidez lateral insuficiente para garantizar un comportamiento estructural congruente con la filosofía de diseño, en que se garantice la supervivencia de sus habitantes.

Por lo anterior, durante décadas se han realizado diversos estudios analíticos y/o experimentales en que se trata con diferente nivel de detalle la influencia que tienen algunos parámetros en la determinación de las rigideces efectivas de elementos de concreto reforzado (Duan *et al.* 1989, Al-Zaid *et al.* 1991, Paulay y Priestley 1992, Khuntia y Ghosh 2004a y 2004b, Elwood y Eberhard 2007 y 2009, Rodríguez y Restrepo 2012). De lo reportado por los autores de referencia, se observan planteamientos similares, en particular en la identificación de las variables de mayor influencia. Por ejemplo, algunas de las variables que mayor influencia tienen en la determinación de EI_e en columnas son: la cuantía de refuerzo longitudinal, la relación de excentricidad, la relación de carga axial (considerada prácticamente en todas las propuestas), y la resistencia a compresión del concreto. Asimismo, para el caso de vigas, algunos de los parámetros con mayor influencia son: la cuantía de refuerzo a tensión, la relación de aspecto, y la resistencia a compresión del concreto. Con base en dichos estudios, varios autores han planteado ecuaciones para calcular las rigideces efectivas (EI_e) de diferentes elementos estructurales (vigas, columnas, muros), tomando en consideración uno o varios de los parámetros comentados, así como criterios diferentes para el planteamiento de sus propuestas, por lo que las estimaciones varían entre sí.

La estrategia adoptada por muchos reglamentos de diseño en el mundo (RCDF-04 2004, ACI 318-14 2014, NZS-06 2006, EC-8 2010) radica en determinar de forma simplificada las rigideces efectivas mediante el uso de factores que reducen el momento de inercia de la sección gruesa de concreto o

no agrietado (I_g) para obtener el momento de inercia agrietado (I_{agr}), manteniendo constante el valor del módulo de elasticidad (E), que en general corresponde al del concreto.

En México, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-04 2004) del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-04 2004), las rigideces efectivas de vigas agrietadas se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto (EI_e=0.5EI_g) y las rigideces de columnas no agrietadas se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto (EI_e=EI_g).

Además del criterio descrito, en la práctica profesional de México se consideran diferentes variantes para el análisis elástico de edificios de concreto reforzado; por ejemplo, algunos diseñadores recurren al empleo de vigas de sección rectangular con propiedades gruesas. Esto, bajo la suposición de que el momento de inercia de una viga de sección rectangular con propiedades gruesas es equivalente al momento de inercia agrietado de una viga de sección T o L invertida (en que se considera la contribución de la losa en rigidez). En otros casos, no se considera lo estipulado en las NTCC-04 para la consideración del agrietamiento en columnas, y en su lugar se emplean las disposiciones del Instituto Americano del Concreto (ACI-318-14 2014), donde en vez de considerar la inercia gruesa de la sección transversal, ésta se afecta por un factor igual a 0.7 para el cálculo de la rigidez efectiva. Además de los anteriores, se recurre a otras alternativas para el cálculo de EI_e en que se consideran factores iguales a 0.6 y 0.8, para vigas y columnas, respectivamente.

Es claro que el uso de cada uno de los criterios de análisis mencionados brinda estimaciones diferentes de las propiedades dinámicas, desplazamientos y/o distorsiones de entrepiso, fuerzas laterales y, efectos de segundo orden. Todo lo anterior puede impactar directamente en la propuesta final de diseño.

El presente estudio tiene como objetivo ilustrar, de forma simple, el efecto que tiene el criterio empleado para la definición de las rigideces efectivas a flexión de los elementos estructurales en el proceso de diseño sísmico de edificios no dúctiles con base en marcos de concreto reforzado. Para lo anterior se estudian edificios regulares de 4, 8 y 12 niveles considerando diferentes criterios para la definición de EI_e. Dichos criterios son los empleados comúnmente en la práctica profesional de México, así como en los proyectos de investigación. El efecto de las variantes consideradas se estudia en términos de las propiedades dinámicas, las distorsiones de entrepiso, los volúmenes de concreto reforzado requeridos y los costos asociados.

2 CRITERIOS NORMATIVOS PARA EL CÁLCULO DE LAS RIGIDECES EFECTIVAS

Con base tanto en la opinión de expertos, como en los resultados de estudios experimentales y analíticos desarrollados con la finalidad de determinar las rigideces efectivas (EI_e) de elementos de concreto reforzado sujetos a diferentes acciones, en los reglamentos de diseño de México y el mundo, se presentan propuestas simplificadas (empleando factores) para tomar en cuenta

el efecto del agrietamiento. En estos casos, para el análisis elástico de sistemas estructurales se recomienda el uso de rigideces efectivas (EI_e) obtenidas considerando una fracción del momento de inercia total de la sección bruta de concreto y manteniendo el módulo de elasticidad del concreto constante (EI_e = Factor*EI_g).

En la tabla 1 se resumen los criterios para la determinación de las rigideces efectivas en vigas y columnas conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-04 2004) del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-04 2004), el reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI-318 2014), el Eurocódigo (EC-8 2010), el código de Nueva Zelanda (NZS-06 2006) y, lo indicado en el documento 356 de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA-356 2000). Como se observa de la tabla 1, aunque en dichas propuestas existen diferentes factores para considerar el agrietamiento, su aplicación es similar. Como se observa de la tabla 1, son pocos los casos en donde los factores de reducción empleados son función de los niveles de carga axial a los que está sujeto el elemento estructural en cuestión (para columnas), o en el caso de vigas, de la consideración u omisión del aporte de la losa a la rigidez lateral de la estructura.

Como se observa de la tabla 1, de acuerdo con las NTCC-04 (NTCC-04 2004), las rigideces efectivas a flexión de vigas agrietadas se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto (EI_e=0.5EI_g) y para columnas no agrietadas se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto (EI_e=0.5EI_g). Es claro que en las NTCC-04 no se considera el efecto del agrietamiento en columnas, contrario a lo establecido en otros códigos de diseño. Por ejemplo, en el Reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI-318-14 2014), para columnas se emplea una rigidez efectiva a flexión calculada considerando el 70% de la inercia bruta (EI_e=0.7EI_g), así como un valor inferior en vigas (0.35EI_g). En el Eurocódigo (“Manual” 2010), para vigas se emplea el mismo criterio que en las NTCC, y en columnas, el factor que reduce el momento de inercia de la sección gruesa depende del estado de esfuerzos al que está sujeto el elemento, con una rigidez efectiva de 0.5EI_g en el caso de elementos con esfuerzos de tensión y 0.7EI_g para elementos sujetos a compresión. En el Reglamento de Nueva Zelanda (NZS-06 2006, Paulay 1996) se recomienda usar el 40% de la inercia de la sección bruta de concreto (0.40I_g) para calcular la rigidez a flexión de las vigas rectangulares, mientras que para vigas T y L proponen usar el 35% de la inercia de la sección bruta de concreto (0.35I_g). Para columnas, el factor usado en el cálculo de la rigidez efectiva es función de los niveles de carga axial ($P_u/A_g f'_c$), considerando en este caso que a mayores cargas de compresión, el elemento sufrirá menos agrietamiento (tabla 1). Lo anterior es congruente con los resultados de algunos de estudios (Elwood y Eberhard 2007 y 2009, Rodríguez y Restrepo 2012). Finalmente, en el FEMA-356, que no es un reglamento de diseño, la rigidez efectiva en vigas se calcula como el 50% de la inercia de la sección bruta de concreto (0.50 EI_g), y en columnas, se sigue la misma filosofía que en el NZS-06, en que los factores para el cálculo de la rigidez efectiva son dependientes del nivel de carga axial (los valores propuestos en el FEMA-356 son inferiores que los propuestos en el NZS-06).

Es importante hacer notar que en la nueva propuesta de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de México (identificado como NTCC-17 en la tabla 1, González 2017), se ha realizado un cambio en el criterio para la determinación de las rigideces efectivas en columnas, tomando como base el criterio del ACI-318 (ACI-318-14 2014), y por ende la propuesta de Khuntia y Ghosh (2004a y 2004b), por lo que en vez de considerar el momento de inercia de la sección gruesa, dicho valor se afectará por un factor igual a 0.7 (EI_e=0.7EI_g).

Tabla 1 Diferentes criterios para tomar en cuenta el agrietamiento en vigas y columnas de concreto reforzado

Criterio	**Vigas**	**Columnas**
NTCC-04	0.50EI_g	1.0EI_g
NTCC-17	0.50EI_g	0.70EI_g
ACI-318	0.35EI_g	0.70EI_g
EUROCÓDIGO	0.50EI_g	0.70EI_g (en compresión) 0.50EI_g (en tensión)
NZS-06	"Rectangulares" 0.40EI_g "T" y "L" 0.35EI_g	$P_u > 0.50A_gf'_c$; 0.80EI_g $P_u = 0.20A_gf'_c$; 0.60EI_g $P_u = -0.05A_gf'_c$; 0.40EI_g
FEMA-356	0.50EI_g	$P_u \geq 0.50A_gf'_c$; 0.70EI_g $P_u \leq 0.30A_gf'_c$; 0.50EI_g

Respecto a estas disposiciones reglamentarias y/o recomendaciones, algunos autores comentan que las propuestas podrían ser poco conservadoras; pues por ejemplo, de acuerdo con Rodríguez y Restrepo (2012), para los casos en que la relación de carga es menor que 0.3 ($P_u/A_gf'_c<0.3$), las NTCC-04 sobrestiman la rigidez de estas columnas en más del 100%, pues se especifica que para el análisis se considere el valor de I_g. De acuerdo con ellos, en los resultados experimentales la rigidez efectiva en columnas con baja relación de carga axial puede alcanzar valores muy bajos, del orden del 20% del valor de la rigidez correspondiente a la sección bruta, y que sólo para valores de la relación de carga axial mayores que 0.5 se tendría rigideces efectivas mayores que alrededor del 50% de la rigidez correspondiente a la sección bruta.

Es importante hacer notar que en lo que respecta al caso de estructuras dúctiles, en las NTCC-04 de México existe un requisito geométrico que indica que el área gruesa de la sección transversal de columnas (A_g), no debe ser menor que $P_u/0.5f_c'$ para toda combinación de carga. Lo anterior podría interpretarse claramente como una restricción en el nivel máximo de la carga axial de diseño para garantizar una capacidad de rotación adecuada; es decir, que la carga de diseño, P_u, no debe exceder de $0.5A_gf_c'$, por lo que en todos las columnas que formen parte de marcos dúctiles, de acuerdo con los estudios de referencia y dada la restricción de las NTCC-04, la rigidez efectiva a flexión tendría siempre valores inferiores al 50% de la rigidez correspondiente a la sección bruta, lo cual en definitiva tendría un impacto significativo en el proceso de diseño sísmico de dichos sistemas estructurales, pues de entrada, el

cumplimiento de los criterios de rigidez lateral únicamente se lograrían empleando secciones muy robustas. Lo anterior podría también tener impacto, además de en el comportamiento estructural, en el costo final del sistema estructural.

Por otro lado, Tena *et al.* (2008 y 2012) comentan que los criterios de las NTCC-04 referentes el uso de secciones agrietadas en la elaboración de los modelos para el análisis estructural no son adecuados; pues al hacerlo “no se toma en cuenta que toda estructura nueva o que no haya sido afectada por un sismo importante se encuentra prácticamente intacta y/o sin un nivel de agrietamiento que justifique una reducción de la inercia de sus vigas de hasta un 50% (asociado a un agrietamiento importante y visible), y es precisamente en estas condiciones que debe resistir su primera excitación sísmica”. Comentan e ilustran que la aplicación generalizada e irreflexiva de dicha disposición podría conducir en algunos casos a diseños inseguros y/o en otros a unos muy conservadores.

Aunado a lo anterior, y a que previo a la versión de las NTCC de 2004 el criterio de análisis se basaba en el uso de secciones no agrietadas, dicho criterio aún se emplea en México para el análisis por sismo de estructuras de concreto. Además, de acuerdo con algunos ingenieros dedicados al cálculo estructural en México, existen beneficios asociados al costo final del sistema estructural cuando se emplean secciones gruesas en el proceso de diseño sísmico respecto al caso en que se consideran secciones agrietadas.

Además de la influencia de las variables ya comentadas en la determinación de la rigidez efectiva, es importante notar que la degradación de rigidez que sufren los elementos estructurales no es únicamente dependiente de la condición que induce la carga que actúa en el elemento (axial, flexión, flexocompresión, flexotensión, cortante o torsión), sino también de su ubicación en planta y elevación. Respecto a esto, existen estudios que muestran, por ejemplo, que las vigas y/o entrepisos ubicados en la parte intermedia de edificios regulares de mediana y gran altura sufren mayores niveles de degradación que las vigas y/o entrepisos ubicados en la parte superior, observando en muchos casos comportamiento elástico en los entrepisos superiores (Tena *et al.* 1996, Luna y Tena 1999 y 2000, Tena y Correa 2008, Tena *et al.* 2008, Godínez y Tena 2011, Tena *et al.* 2012, Godínez *et al.* 2012, Tena y Nangullasmú 2013, Tena y Cortés 2014, Godínez y López 2014, Nangullasmú y Tena 2016), lo cual se observa aún en estructuras con base en marcos de concreto reforzado con fuertes irregularidades estructurales en elevación (Tena 2001 y 2010). Además, es importante hacer notar que en los estudios citados no se muestra el nivel de daño asociado a las rigidices efectivas que se proponen. En realidad, la rigidez de un elemento de concreto se degrada importantemente solo en zonas específicas (previamente consideradas para estar sometidas a grandes demandas de deformación, con fines prácticos, la longitud de articulación plástica), permaneciendo el resto del elemento con un nivel de daño menor, e incluso en algunos casos elástico (Tena 2017). Lo anterior muestra que las actuales reglas aplicadas para la obtención de rigideces efectivas podrían modificarse de tal manera que los factores empleados para considerar el agrietamiento en los elementos varíe también en función de la ubicación de los

elementos estructurales en planta y/o elevación (Tena *et al*. 2008), obteniendo con esto estimaciones más realistas de la respuesta estructural.

3 CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

Los edificios estudiados cuentan con 4, 8 y 12 niveles, y son regulares tanto en planta como en elevación. Los tres edificios de oficinas cuentan con la misma planta, la cual es cuadrada de 21 m por lado formada por tres crujías en cada dirección con claros de 7 m. Existen vigas secundarias orientadas en ambas direcciones con el objetivo de fomentar una mejor distribución de las cargas verticales (Tena *et al*. 2012). La altura típica de entrepiso es de 3.5 m, constante para todos los modelos, por lo que la altura total de cada edificio es de 14 m, 28 m y 42 m, respectivamente (fig. 1). En todos los casos se consideró un factor de comportamiento sísmico Q=2. El sistema de piso se consideró formado por una losa maciza de 10 cm de espesor apoyada sobre vigas perimetrales. Esta configuración estructural fue previamente considerada por Godínez y López (2014) para el estudio de la importancia del diseño de las conexiones viga-columna en marcos dúctiles de concreto reforzado.

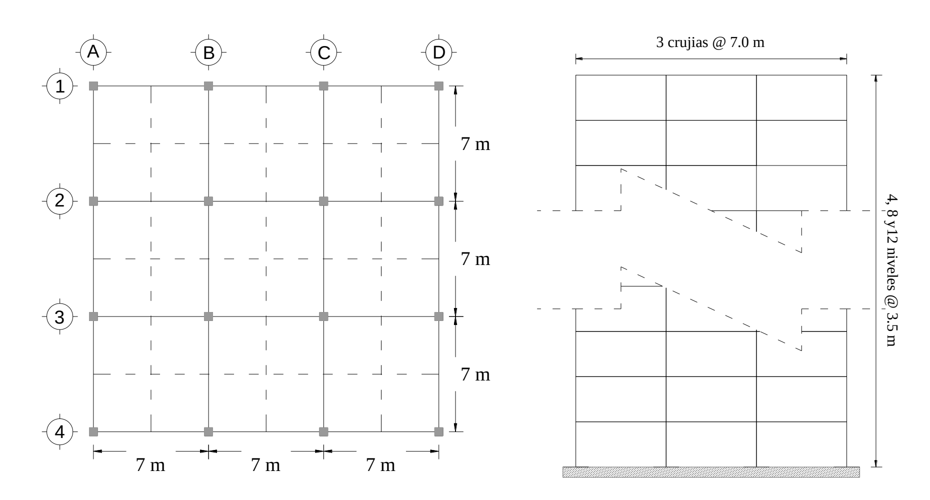


Figura 1 Planta y elevación de los modelos en estudio

En el diseño de cada edificio se consideraron tanto las cargas verticales de servicio como las combinaciones críticas últimas de diseño por cargas verticales exclusivamente y combinaciones de cargas laterales por sismo más cargas verticales con intensidad instantánea establecidas en el RCDF-04. Para el análisis de cargas se consideran los requisitos que se indican en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del RCDF-04 (NTCCA-04 2004).

4 ASPECTOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 Espectros para diseño sísmico

Los espectros para diseño sísmico se definieron conforme a lo especificado en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo de México (NTCS-04 2004). Con la finalidad de someter a los edificios a las máximas demandas de aceleración, para la construcción de los espectros se consideraron diferentes periodos dominantes del terreno (T_s) en función de su altura. Para los modelos de cuatro y ocho niveles se consideró un $T_s=1.0$ s, en tanto que para los modelos de 12 niveles un $T_s=1.5$ s. En la tabla 2 se resumen los parámetros empleados para la definición de los espectros de diseño elástico mostrados es las figura 2 para cada T_s considerado.

Tabla 2 Parámetros empleados para la construcción de los espectros de diseño elástico

No. de niveles del modelo	***T_s (seg.)***	***a_0***	***c***	***k***	***T_a (seg.)***	***T_b (seg.)***
4 y 8	1.00	0.25	0.74	1.00	0.525	1.35
12	1.50	0.25	1.20	0.50	0.850	1.80

En la tabla 2, a_0 es el coeficiente de aceleración del terreno, *c* es el coeficiente sísmico, *k* es una constante que define la caída del espectro y, T_a y T_b los periodos característicos que definen el inicio y final de la meseta, respectivamente.

Para la definición del espectro inelástico de diseño, de acuerdo a lo especificado en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo de México (AA), las ordenadas espectrales de aceleración asociadas al espectro de diseño elástico (ec. 1) se redujeron por concepto de ductilidad (*Q*', ec. 2) y sobrerresistencia (*R,* ec. 3).

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0)\frac{T}{T_a} & si\ T < T_a \\ \beta c;\ si\ T_a \le T < T_b \\ \beta c p\left(\frac{T_b}{T}\right)^2 & si\ T \ge T_b \end{cases} \quad (1)$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta}{k}\frac{T}{T_a}}\ ;si\ T \le T_a \\ 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta}{k}};si\ T_a < T \le T_b \\ 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta \rho}{k}};si\ T > T_b \end{cases} \quad (2)$$

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4+\sqrt{T/T_a}};si\ T \le T_a \\ 2;si\ T > T_a \end{cases} \quad (3)$$

donde Q es el factor de comportamiento sísmico, β el factor de reducción por amortiguamiento suplementario, el cual se considera unitario al despreciar la interacción suelo-estructura, T_s es el periodo dominante del terreno, k y p son parámetros que definen la rama descendente del espectro cuando $T_s \geq T_b$. El resto de parámetros se definieron previamente.

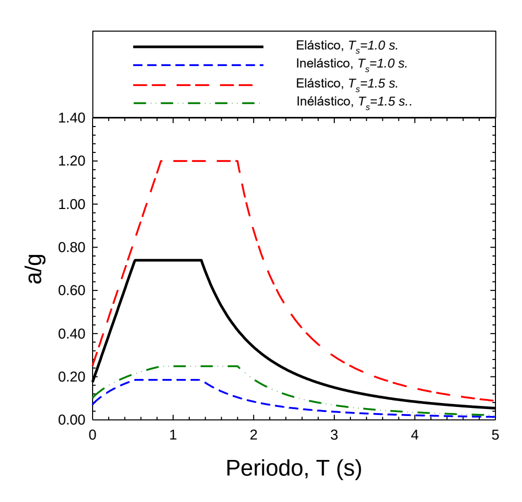


Figura 2 Espectros para diseño sísmico

4.1 Criterios generales de diseño

Los modelos para el análisis estructural se elaboraron con el programa ETABS en su versión 2013 (ETABS 2013). Para realizar el diseño de la estructura se llevó a cabo un análisis modal espectral conforme al Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-04 2004) que incluyó todos los modos que garantizaran que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Se incluyeron los efectos P-Δ y se despreció la interacción suelo-estructura.

Para la elaboración de los modelos de análisis estructural, en los modelos en que se consideran vigas T o L, el espesor de los patines de cada elemento se obtuvo mediante el diseño de las losas, las cuales fueron previamente diseñadas, como es costumbre, para tomar cargas verticales y satisfacer estados límites de deformación y de servicio. El ancho efectivo de los patines que participa en la respuesta estructural, a cada lado del alma, se estimó con base en lo especificado en las NTCC-04 (NTCC-04 2004), donde se indica que no debe exceder de: (a) la octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma, (b) la mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano o, (c) ocho veces el espesor del patín. El criterio empleado es similar al establecido en el Reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI-318-14 2014). Asimismo, las vigas secundarias se diseñaron bajo el efecto de cargas verticales, revisando el cumplimiento de los estados límite de servicio.

Como es práctica común en los despachos de cálculo estructural y se recomienda en la literatura especializada (Tena 2007), se consideró un factor de zona rígida de 0.5.

En todos los casos se consideró concreto clase I con una resistencia a compresión de 250 kg/cm^2 y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2.

El criterio general para el diseño por rigidez global del sistema se basa en que los elementos estructurales se dimensionaron conforme a una distorsión máxima permisible para el estado límite de seguridad contra colapso de 0.015, así como una distorsión asociadas al estado límite de servicio de 0.04.

Conforme a lo usualmente realizado en los proyectos estructurales, la sección de columnas y vigas se varió de acuerdo al número de niveles de los edificios. En el caso de los edificios de cuatro niveles, la sección de columnas y vigas permaneció uniforme en altura. Sin embargo, en los edificios de 8 y 12 niveles, se variaron las secciones de columnas y vigas cada cuatro niveles.

5 EVALUACIÓN DE DIFERENTES CRITERIOS PARA DEFINIR LAS RIGIDECES EFECTIVAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y SU IMPACTO EN EL DISEÑO SÍSMICO

Como se mencionó, dentro del ámbito del diseño estructural son varios los criterios que se han utilizado durante décadas para el análisis por sismo de los sistemas estructurales de concreto reforzado. Previo a la edición de las NTCC-04 (NTCC-04 2004), en México no se incluían recomendaciones específicas para el cálculo de las rigideces efectivas (EI_e) de los elementos estructurales, por lo que para el análisis elástico de estos sistemas era usual el empleo de secciones gruesas en todos los elementos sismorresistentes. Además, era práctica común despreciar el aporte del patín a compresión para el modelado de las vigas. Actualmente, a pesar de que en las NTCC-04, al igual que en varios reglamentos de reconocido prestigio internacional (por ej. NZS-06 2006, ACI-318-14 2014), se incluyen disposiciones específicas referentes a la consideración del efecto del agrietamiento en el cálculo de las rigideces de los elementos estructurales cuando se empleen métodos de análisis elástico, aún se recurre a la práctica en que se consideran propiedades de secciones gruesas para el cálculo de las rigideces.

El uso de secciones gruesas, está asociado, generalmente, a que los diseños resultan menos robustos que aquéllos basados en el uso de secciones agrietadas, pues el criterio planteado para el cálculo de desplazamientos inelásticos para la revisión del estado límite de prevención de colapso implica multiplicar los desplazamientos obtenidos del análisis elástico equivalente por los factores de comportamiento sísmico (Q, asociado con la capacidad de deformación inelástica del sistema estructural) y sobrerresistencia (R), cuando de inicio ya se han considerado secciones agrietadas. Por lo tanto, para satisfacer los requisitos de rigidez lateral es necesario el empleo de secciones

muy robustas, en especial en estructuras esbeltas ubicadas en zonas de alta sismicidad. Además, existen disposiciones adicionales que conducen al uso de secciones aún más robustas, por ejemplo, en estructuras dúctiles (Q=4), usualmente es necesario incrementar las dimensiones de vigas y/o columnas para cumplir con los requisitos de resistencia a fuerza cortante en las uniones viga-columna (Godínez y López 2014). Sin embargo, algo que suele no considerarse en la valoración inicial del costo final de los sistemas estructurales, radica en el hecho de que al considerar secciones gruesas, las demandas de acero de refuerzo pueden incrementarse respecto a aquellas en que se consideran secciones agrietadas, principalmente en estructuras de baja altura (Godínez *et al.* 2017).

Respecto a la práctica de considerar el aporte de la losa en rigidez y/o resistencia, sigue siendo poco usual, pues como se reporta en España (2016), de un sondeo realizado entre diferentes despachos e ingenieros dedicados al cálculo estructural en México, el 100% modela y analiza los edificios considerando vigas de sección rectangular (omitiendo la contribución en rigidez), y únicamente el 25% considera su contribución en resistencia.

El empleo de vigas de sección rectangular con propiedades gruesas se ha justificado, en parte, al considerar que el momento de inercia de una viga de sección *T* puede calcularse con suficiente aproximación como el doble del momento de inercia de una viga rectangular, tal y como se comenta en el ACI-318-14 (2014); y por lo tanto, el efecto del patín de compresión suele estar compensado por el efecto del agrietamiento, que reduce el momento de inercia aproximadamente a la mitad. En otras palabras, implicaría que el momento de inercia grueso de una sección rectangular es equivalente al momento de inercia agrietado de una sección en que se considera el aporte de la losa (vigas *T* o *L*). Asimismo, implicaría que los resultados derivados de un análisis elástico en que se consideran vigas de sección *T* y *L* agrietadas (considerando un factor de 0.5, $EI_e=0.5EI_g$, como se indica en las NTCC-04) son equivalentes a los que se obtendrían si se emplean vigas rectangulares con propiedades gruesas, lo que claramente no ocurre, como se ilustra posteriormente.

En las dos secciones posteriores se comparan los resultados de análisis y diseños realizados considerando diferentes hipótesis para la determinación de las rigideces efectivas a flexión de los elementos estructurales. La comparativa se realiza en términos de las propiedades dinámicas, las distorsiones de entrepiso, los volúmenes de concreto reforzado requeridos y los costos asociados.

5.1 Variación del criterio para definir la rigidez efectiva en vigas.

Con el objeto de evaluar, en primera instancia, exclusivamente el efecto derivado de emplear diferentes hipótesis para el cálculo de los momentos de inercia efectivos y por ende las rigideces efectivas en vigas, se estudiaron edificios regulares de 4, 8 y 12 niveles considerando los siguientes casos (usualmente empleados en la práctica profesional y en los proyectos de investigación):

Caso 1. Vigas modeladas como elementos de sección rectangular en que se considera el momento de inercia total de la sección bruta de concreto (EI_e=EI_g, secciones no agrietadas).

Caso 2**.** Vigas modeladas como elementos de sección rectangular en que sus rigideces efectivas se calculan considerando la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($EI_e = 0.5\ EI_g$).

Caso 3. Vigas modeladas con secciones en *T* y *L* invertida en que se considera el momento de inercia total de la sección bruta de concreto (EI_e=EI_g, secciones no agrietadas).

Caso **4.** Vigas modeladas con secciones en *T* y *L* invertida en que sus rigideces efectivas se calculan considerando la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($EI_e = 0.5\ EI_g$).

En todos los casos anteriores las rigideces de columnas se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto (EI_e=EI_g), tal y como se especifica en las Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de México (NTCC-04 2004).

Para identificar cada una de los modelos estudiados con sus diferentes variantes en la definición de las rigideces efectivas en vigas, se emplean los sufijos C1, C2, C3 y C4, correspondientes a los casos de estudio *1, 2, 3* y *4*, respectivamente. Por ejemplo, el modelo *8C1*, corresponde a un edificio de ocho niveles modelado con vigas de sección rectangular en que se consideran a todos los miembros estructurales con propiedades de secciones gruesas (no agrietadas).

Como lo comentan Tena *et al.* (2008), el uso de modelos en que se considera y omite el efecto del agrietamiento en los elementos estructurales puede brindar estimaciones razonables de los periodos fundamentales de modelos en su condición inicial (elástica) y última (inelástica) y, consecuentemente, tener una buena estimación de las demandas sísmicas para un sismo intenso (de diseño).

Es importante destacar que el criterio general de diseño por rigidez de cada uno de los modelos se basó en que las distorsiones de entrepiso de los modelos asociados al Caso 2 (vigas rectangulares agrietadas), que corresponde a un diseño conforme a las NTCC-04 y al criterio usualmente empleado en la práctica profesional, se aproximaran, dentro de límites prácticos, al valor máximo permisible asociado al estado límite de prevención de colapso (Δ_{max}=0.015). Tomando como base las secciones transversales de los modelos *C2*, se determinaron los correspondientes patines de las vigas *T* y *L* a emplear en los modelos *C3* y *C4*, considerando el procedimiento previamente descrito. Siguiendo este criterio, las dimensiones de las almas de todas las vigas son las mismas en todos los modelos, y se varía, en caso de ser necesario, el respectivo acero de refuerzo. La sección de columnas se mantuvo constante en cada modelo, pues de los resultados obtenidos, se observó que únicamente era necesario ajustar el acero de refuerzo correspondiente. Este criterio permite visualizar directamente el efecto de considerar u omitir el agrietamiento en la definición de las rigideces efectivas con fines de análisis (modelos C1 *vs.* C2 y

C3 *vs.* C4); así como el efecto de la losa en la rigidez lateral del sistema (modelos C1 *vs.* C3 y C2 *vs.* C4). Finalmente, la comparativa directa de los modelos C1 y C4 brinda información simultánea sobre el efecto del agrietamiento y la participación de losa en la rigidez lateral del sistema estructural.

5.2 Efecto en la rigidez y resistencia lateral

En esta sección, los resultados presentados se enfocan en ilustrar el efecto del criterio empleado para definir las rigideces efectivas en la variación de las propiedades dinámicas y las distorsiones de entrepiso. Asimismo, se indica el efecto en la resistencia derivado de la consideración u omisión de la losa y su correspondiente acero de refuerzo. Los detalles de cada uno de los diseños se reportan en España (2016).

En la tabla 3 se muestra el periodo fundamental de vibración y la masa modal total de cada modelo. Conforme a lo estipulado en las NTCS-04 en todos los casos la masa modal es mayor del 90% de la masa total de la estructura. Como es normal. Se observa que en todos los casos existen diferencias entre los periodos fundamentales de los modelos C1 (con vigas rectangulares no agrietadas) y C4 (con vigas T y L agrietadas), por lo que claramente pueden existir variaciones en la estimación de las aceleraciones de diseño. La magnitud de dichas variaciones son función de los factores que definen la forma del espectro de diseño inelástico, como son: la zona sísmica en que se encuentre ubicada la estructura para su diseño y el factor de comportamiento sísmico considerado. La mala estimación del periodo fundamental de vibración podría conducir a realizar diseños estructurales no conservadores, pues las demandas de resistencia para las cuales se dimensionarían los elementos del sistema estructural podrían ser inferiores a las que realmente se presentarían durante un evento sísmico intenso, situación totalmente indeseable.

Tabla 3 Características dinámicas de los modelos

Modelo	Periodo Fundamental (s)	Σ Masa Modal (%)
4C1	0.699	100.00
4C2a	0.874	100.00
4C2b	0.697	100.00
4C3	0.522	100.00
4C4	0.632	100.00
8C1	0.733	96.52
8C2	0.945	96.15
8C3	0.668	96.82
8C4	0.846	96.39
12C1	0.787	94.67
12C2	0.987	94.20
12C3	0.747	94.82
12C4	0.932	94.35

En la figura 3 se muestran las distorsiones de entrepiso asociadas a los estados límite de servicio y prevención de colapso del edificio de cuatro niveles, para cada variante considerada. Los límites estipulados en las NTCS-04 se indican mediante una línea vertical. Las envolventes permiten observar el efecto en la rigidez lateral global del edificio derivado de considerar diferentes criterios para la definición de las rigideces efectivas en vigas. Como se observa, existen dos variantes del Caso 2 (4C2a y 4C2b), asociadas al modelo en que se

consideran vigas rectangulares agrietadas. Esto obedece a tratar de ilustrar que al realizar un análisis estructural en que se consideran inicialmente ciertas secciones no agrietadas (modelo 4C1) pueden cumplirse con los requisitos de rigidez lateral asociados a los estados límite de servicio y prevención de colapso; sin embargo, si se mantienen las mismas dimensiones de las secciones transversales de todos los elementos, pero ahora se toma en consideración el efecto del agrietamiento en la determinación de las rigideces efectivas conforme a lo estipulado en el apartado 1.4.1 de las NTCC-04 (modelo 4C2a), la revisión de la distorsión límite de entrepiso asociado al estado límite de prevención de colapso (fig. 3b) indica claramente que las secciones originalmente propuestas no son adecuadas para brindar la rigidez lateral suficiente al sistema estructural. Por lo tanto, para este modelo, sería necesario realizar ajustes para proveer al sistema estructural de la rigidez lateral requerida. El modelo modificado que cumple con el requisito de rigidez lateral se identifica como 4C2b. El ajuste necesario en las secciones transversales del modelo 4C2b implica un incremento del volumen de concreto de aproximadamente 20% respecto al modelo 4C2a. Como es normal, al realizar los ajustes en las secciones transversales y/o considerar el efecto del agrietamiento, las propiedades dinámicas también se modifican (tabla 3), aspecto que, para el caso particular en estudio, no impacta en los niveles de aceleración de diseño, pues los periodos estructurales quedan comprendidos entre los valores que definen la meseta del espectro de diseño (fig. 2).

En la tabla 4 se muestran, para todos los modelos, la distorsiones de entrepiso máximas (Δ_{max}) asociada a los estados límite de servicio y de prevención de colapso.

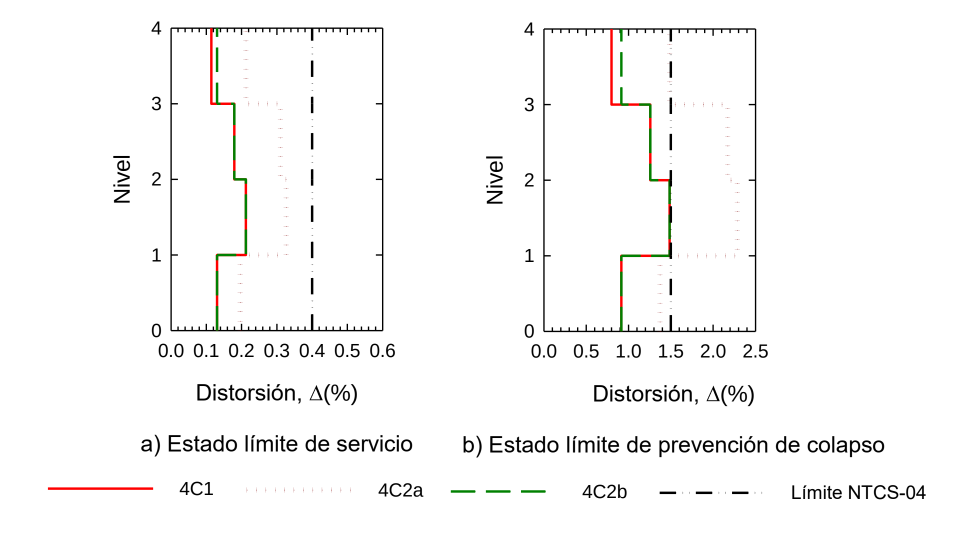


Figura 3 Distorsiones de entrepiso del edificio de cuatro niveles al omitir y considerar secciones agrietadas

Tabla 4 Distorsiones máximas de entrepiso

Modelo	Δ_{max}-servicio	Δ_{max}-colapso
4C1	0.00212	0.01486
4C2a	0.00327	0.02286
4C3	0.00117	0.00818
4C4	0.00174	0.01220
8C1	0.00131	0.00914
8C2	0.00212	0.01486
8C3	0.00102	0.00716
8C4	0.00170	0.01187
12C1	0.00177	0.01029
12C2	0.00256	0.01486
12C3	0.00142	0.00825
12C4	0.00222	0.01292

En la tabla 5 se muestra el incremento, en porcentaje, de las distorsiones pico producto de considerar secciones agrietadas, tanto para los modelos con vigas rectangulares (C1 *vs* C2), como para los modelos en que se considera el efecto de la losa (C3 *vs* C4). Debe notarse que los resultados del modelo 4C1 se comparan directamente con los correspondientes al modelo 4C2a, pues a éstos corresponden las mismas secciones transversales.

Tabla 5 Incremento de la distorsión máxima de entrepiso al considerar secciones agrietadas

Modelos comparados	% de incremento de la Δ_{max}	
	Servicio	Prevención de colapso
4C1 y 4C2a	54.24	53.84
4C3 y 4C4	48.72	49.14
8C1 y 8C2	61.83	62.58
8C3 y 8C4	66.67	65.78
12C1 y 12C2	44.63	44.41
12C3 y 12C4	56.34	56.61

De los resultados expuestos en la tabla 5, se observa que, como era de esperarse, las distorsiones de entrepiso se incrementan de manera importante en los modelos en que sí se considera el agrietamiento. Los incrementos oscilan entre el 44.63% y el 66.67% para el caso de servicio, y entre el 44.41% y el 65.78% para prevención de colapso. Lo anterior indica la necesidad de contar con criterios bien definidos y sustentados para la adecuada determinación de las rigideces efectivas de los elementos estructurales a considerar en los análisis elásticos, basados tanto en resultados analíticos como experimentales. Como se comentó, se observa que, en ciertos casos, podría incurrirse en sobrestimaciones o subestimaciones importantes de la rigidez lateral del sistema estructural, y por ende en la estimación de las propiedades dinámicas, por lo que podrían diseñarse edificios para niveles de aceleración inferiores a los que realmente podrían experimentar durante la ocurrencia de un sismo intenso, principalmente cuando el periodo fundamental del edificio en estudio se encuentra en la transición de la rama ascendente y la meseta del espectro de diseño. Esto es aplicable principalmente para sistemas no dúctiles (Q=2), pues

para el caso de sistemas dúctiles (Q=4) no existe un impacto significativo dada la forma del espectro de diseño inelástico planteado en el Reglamento de México.

De forma complementaria, en la figura 4 se presenta una comparativa entre las envolventes de distorsiones de entrepiso de todos los modelos considerados. Por cuestiones de espacio, únicamente se muestran los resultados asociados al estado límite de prevención de colapso. Los resultados expuestos en la figura 4 sirven para ilustrar varios aspectos, por ejemplo: 1) la comparativa directa de los casos C1 *vs*. C2 o C3 *vs.* C4 muestran el efecto del agrietamiento cuando las vigas se modelan como elementos rectangulares o como vigas T y L, respectivamente, 2) la comparativa de los casos C1 *vs.* C3 o C2 *vs*. C4, muestra el efecto de considerar el aporte de la losa en la rigidez lateral global del sistema estructural, tanto al omitir como al considerar el efecto del agrietamiento, respectivamente.

De la fig. 4 se observa que al considerar vigas T y L es posible realizar diseños más eficientes en lo referente al control de distorsiones de entrepiso respecto a los casos en que se consideran vigas rectangulares. Además, debe considerarse que durante un evento sísmico intenso existe participación de la losa (Pantazopoulou y French 2001), por lo que para el modelado de las vigas debería considerarse dicho efecto.

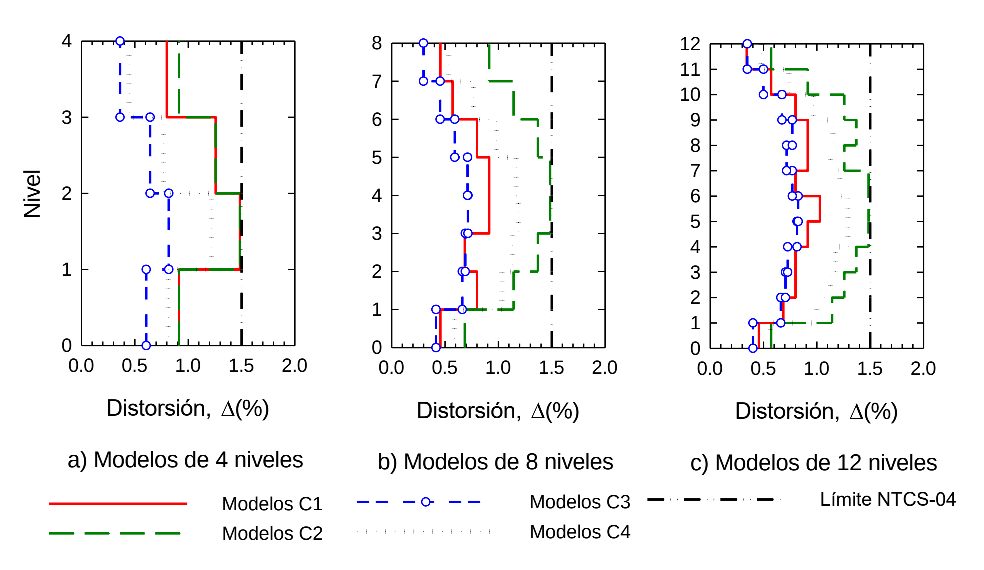


Figura 4 Distorsiones de entrepiso asociadas al estado límite de prevención de colapso

Finalmente, de la figura 4 pueden compararse las distorsiones de entrepiso obtenidas con base en los modelos en que se consideran vigas rectangulares no agrietadas (C1), respecto a las obtenidas al emplear vigas con secciones *T* y *L* agrietadas (C4), que corresponde, en teoría, al caso considerado en las NTCC-04 (aunque en la redacción de las NTCC-04 no se indica claramente que las disposiciones correspondan a vigas T y L específicamente).

En este caso, para el estado límite de prevención de colapso, se observan diferencias cercanas al 30% para los modelos de 8 y 12 niveles.

De forma complementaria, para los modelos C1 y C4, en la tabla 6 se presenta la relación entre el momento de inercia agrietado en vigas *T* y *L*, considerando un factor de 0.5 ($I_{agrT}=0.5I_{gT}$), respecto al momento de inercia grueso de vigas de sección rectangular (I_{grec}). En promedio, para el edificio de ocho niveles, la relación I_{agrT}/I_{grec} es de 0.83 y de 0.73 en el edificio de 12 niveles. La relación I_{agrL}/I_{grec} *en vigas L* es de 0.69 y 0.63 para los mismos casos. Claramente los valores no son cercanos a la unidad. Para ilustrar el punto anterior con mayor claridad, en la figura 5 se muestran las relaciones I_{agrT}/I_{grec} *e* I_{agrL}/I_{grec} contra las relaciones *h/b'* y *b/b'*. Se observa que para la gran mayoría de secciones consideradas, los valores son inferiores a la unidad. Las secciones transversales consideradas para la elaboración de la figura 5 cubren una amplia gama de relaciones peralte (*h=1.3b'-3.0b'*) a base (*b'=25-65, en incrementos de cinco centímetros*), así como longitudes de crujías variables (*L*=500, 600, 700 y 800 cm) para la determinación de los anchos equivalentes de los patines de las vigas (*b*). En todos los casos, el espesor del patín se tomó igual al peralte de la losa. De las figuras 5a y 5b se observa que conforme la relación *h/b'* crece, los valores de los cocientes I_{agrT}/I_{grec} e I_{agrL}/I_{grec} decrecen. Asimismo, se observa que conforme la relación *b/b'* crece (figuras 5c y 5d), la relación I_{agrT}/I_{grec} crece, y únicamente para valores superiores a seis, es posible alcanzar valores iguales o superiores a la unidad. Para las secciones estudiadas, en ningún caso se obtienen valores mayores a 0.90 en las vigas *L* (figs. 5b y 5d). Se observa también que conforme se incrementa la longitud de las crujías, las relaciones I_{agrT}/I_{grec} e I_{agrL}/I_{grec} crecen, pues al incrementarse la longitud de las crujías tanto el ancho de los patines como la relación *b/b'* crecen.

Tabla 6 Relación entre el momento de inercia agrietado en vigas de sección T y L y la inercia total de las vigas de sección rectangular de los modelos en estudio

Modelo	Nivel	I_{agrT}/I_{grec}	I_{agrL}/I_{grec}
4 niveles	1-4	0.98	0.80
8 niveles	1-3	0.75	0.64
	4-6	0.83	0.69
	7-8	0.90	0.74
12 niveles	1-4	0.70	0.61
	5-8	0.73	0.63
	9-12	0.77	0.65

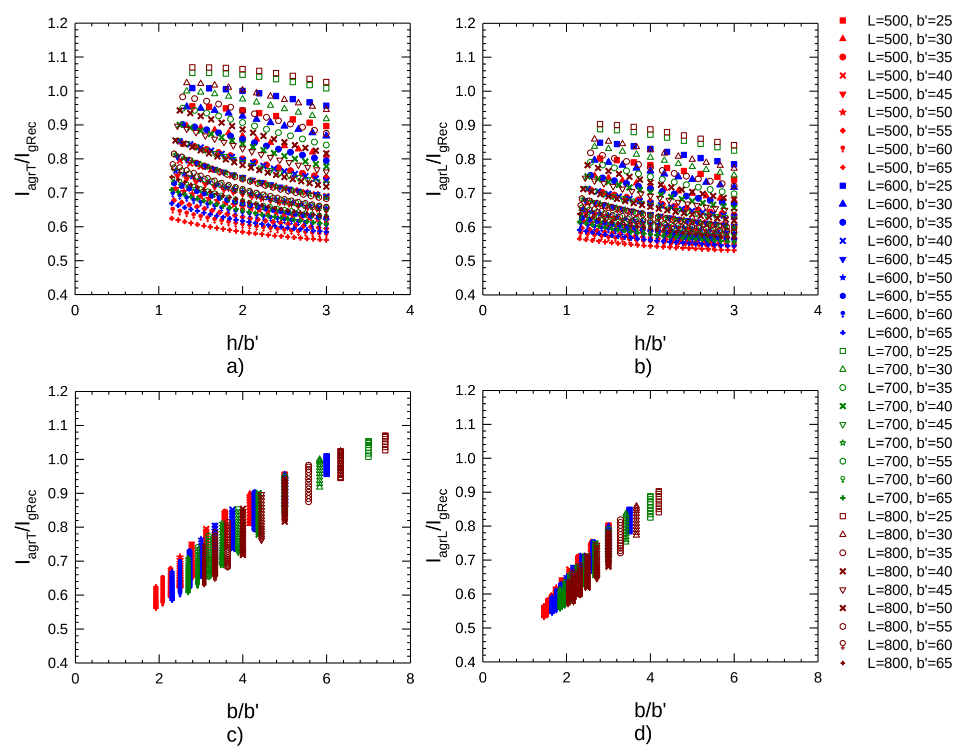


Figura 5 *Relación entre el momento de inercia de secciones rectangulares gruesas y secciones T y L agrietadas*

De lo expuesto en esta sección, es claro que los resultados derivados de un análisis por sismo basado en el uso de vigas de sección rectangular con propiedades gruesas (C1) no son equivalentes a aquellos en que se consideran vigas de sección *T* y *L* con propiedades agrietadas (C4) cuando se considera un factor igual a 0.5 para el cálculo del momento de inercia agrietado.

Con la finalidad de evaluar el efecto de la losa en resistencia, se realizó el diseño del edificio de 12 niveles considerando únicamente los modelos C2 (vigas rectangulares agrietadas) y C4 (vigas *T* y *L* agrietadas). En ambos casos las rigideces efectivas se calcularon de acuerdo con las NTCC-04, es decir, $EI_{agr}= 0.5EI_g$ en vigas, e $EI_{agr}= EI_g$ en columnas.

En el modelo 12C4 se consideró de forma explícita la participación de la losa y el acero de refuerzo contenido en el ancho efectivo para el cálculo de los momentos resistentes de las vigas *T* y *L*. El ancho equivalente de la losa se calculó con base en lo establecido en las NTCC-04. Contrario a lo observado en rigidez, la contribución de la losa en resistencia, para el caso en estudio, no tuvo impacto significativo en el diseño de vigas, pues prácticamente no existen diferencias en los volúmenes de material requeridos en ambos modelos.

5.3 Definición de rigideces efectivas a flexión considerando diferentes criterios normativos

En esta sección se consideran las propuestas de diferentes cuerpos normativos para la definición de las rigideces efectivas de los elementos estructurales (tabla 7). El objetivo es ilustrar el impacto que tiene la selección de dicho criterio en los los volúmenes de materiales requeridos, así como en los costos asociados.

Para tal fin, se diseñó un edificio no dúctil (Q=2) de 12 niveles ubicado en la zona del lago de la Ciudad de México considerando las propuestas de: las NTCC-04 (NTCC-04 2004), el ACI-318 (ACI-318 2014) y las NTCC-17 (NTCC-17 2017). Adicionalmente, se realizó un diseño considerando secciones no agrietadas. La planta y elevación del edificio son las mostradas en la figura 1. Para la definición del espectro de diseño sísmico se emplearon las recomendaciones del Apéndice A de las NTCS-04 (NTCS-04 2004), considerando un periodo de sitio T_s = 1.5 s (fig. 2).

Como se mencionó previamente, en la nueva propuesta de las NTCC (NTCC-17 2017), a diferencia de lo considerado actualmente en las NTCC-04 (NTCC-04 2004), sí se considera el efecto del agrietamiento en el cálculo de las rigideces efectivas en columnas. Por lo tanto, la comparativa de los resultados derivados de dichas hipótesis (II y IV en la tabla 7) brindan información referente al impacto que tendrá esta nueva disposición normativa en las secciones finales de diseño (evaluadas en términos de los volúmenes de materiales requeridos y los costos asociados) de edificios estructurados con base en marcos de concreto reforzado no dúctiles, alternativa ampliamente utilizada en México.

Para el diseño de los elementos sismorresistentes del edificio, en sus distintas variantes, se emplearon los criterios estipulados en las NTCC-04. En primera instancia se diseñaron las losas macizas y las vigas secundarias. Posteriormente, se realizó el diseño por rigidez y resistencia del sistema estructural (vigas, columnas y nudos).

Tabla 7 Criterios considerados para la definición de rigideces efectivas a flexión en los elementos estructurales del edificio de 12 niveles

Hipótesis	***Rigidez efectiva a flexión (EI_e)***	
	Vigas	**Columnas**
I. No agrietado	EI_g	EI_g
II. NTCC-04	0.50 EI_g	EI_g
III. ACI-318	0.35 EI_g	0.70 EI_g
IV. NTCC-17	0.50 EI_g	0.70 EI_g

En todos los casos se trató, en la medida de lo posible, que las envolventes de distorsiones de entrepiso se encontraran lo más cerca posible al valor máximo estipulado en las NTCS-04 asociado al estado límite de prevención de colapso (fig. 6). Lo anterior permite comparar con mayor facilidad los volúmenes de material requeridos en cada caso. Por lo anterior, los periodos fundamentales de los cuatro modelos estudiados, a pesar del uso de diferentes

hipótesis para la definición de las rigideces efectivas a flexión en los elementos sismorresistentes, son muy parecidos entre sí (tabla 8). Se revisó también la rigidez lateral para el adecuado cumplimiento del estado límite de servicio (no mostrado). Con la finalidad de contar con resultados representativos, siguiendo la práctica comúnmente empleada en los despachos de cálculo estructural, en todos los casos se consideraron vigas de sección rectangular. Todas las columnas son de sección cuadrada. Los detalles de cada uno de los diseños se reportan en Camacho (2015).

Tabla 8 Propiedades dinámicas asociadas a cada hipótesis

Modelo	Periodo, T (seg)	Σ Masa Modal (%)
I. No agrietado	0.967	94.33
II. NTCC-04	0.957	94.36
III. ACI-318	0.975	93.78
IV. NTCC-16	0.970	94.43

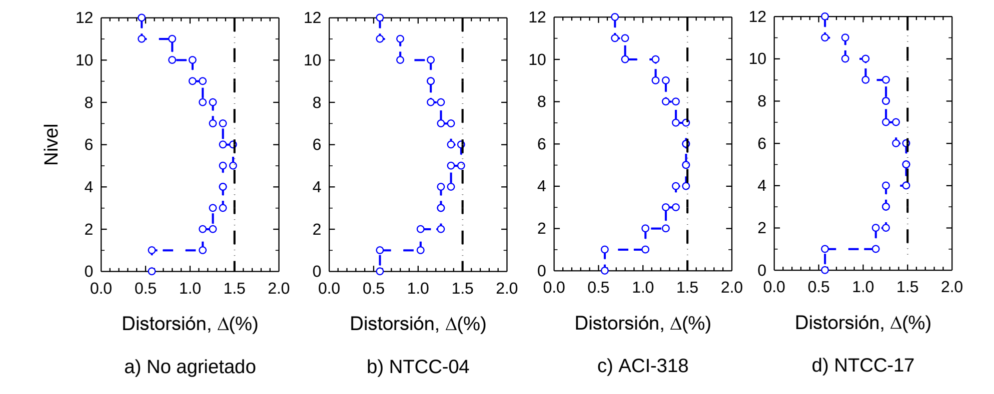


Figura 6 Distorsiones de entrepiso asociadas al estado límite de prevención de colapso asociadas a diferentes hipótesis para el cálculo de EI_e.

Tabla 9 Secciones de diseño del edificio de 12 niveles

Hipótesis	Nivel	Vigas		Columnas
		b **(cm)**	***h*** **(cm)**	***B*** **(cm)**
I. No agrietado	1-4	60	95	120
	5-8	55	90	110
	9-12	50	85	100
II. NTCC-04	1-4	75	120	120
	5-8	70	110	110
	9-12	65	100	100
III. ACI-318	1-4	75	130	150
	5-8	70	120	135
	9-12	65	110	120
IV. NTCC-17	1-4	75	120	130
	5-8	70	110	120
	9-12	65	100	110

Como se esperaba, para cumplir con el criterio de diseño por rigidez al límite, las secciones transversales obtenidas con cada hipótesis de análisis varían entre sí (fig. 6, tabla 9). Por lo anterior, las demandas de acero de refuerzo pueden variar también en cada caso.

Los resultados mostrados en la tabla 9 indican que para el diseño de edificios de más de diez niveles ubicados en la zona del lago de la Ciudad de México es recomendable combinar el sistema de marcos a momento con muros de cortante o contravientos para incrementar la rigidez y resistencia lateral del sistema estructural.

Congruente con lo esperado, de la tabla 10 se observa que el edificio más pesado, y por ende con mayor demanda de volumen de concreto reforzado, es el asociado a la hipótesis en que se consideran factores de reducción más severos para el cálculo de las rigideces efectivas en los elementos estructurales, que corresponde al Reglamento ACI-318 (ACI-318-14 2014), donde se consideran factores de 0.35 para vigas y 0.7 para columnas. En segundo sitio se encuentra el modelo diseñado con base en los criterios de las NTCC-17, donde se consideran factores de 0.5 en vigas y 0.7 en columnas; posteriormente, se encuentra el modelo en que se consideran los criterios de las NTCC-04, donde se consideran factores de 0.5 en vigas y 1.0 en columnas y, finalmente, como es normal, el edificio diseñado considerando secciones no agrietadas. Los pesos y volúmenes mostrados en la tabla 10 corresponden exclusivamente a vigas y columnas, pues el sistema de piso es el mismo en todos los casos.

Tabla 10 Pesos y volúmenes de concreto requeridos en cada modelo

Hipótesis		Peso (Ton)	Volumen (m^3)
I.	No agrietado	3,984.34	1,660.14
II.	NTCC-04	5,110.19	2,129.24
III.	ACI-318	6,247.98	2,603.32
IV.	NTCC-17	5,427.68	2,261.53

Para contar con un panorama más amplio, en la tabla 11 se presentan los costos de concreto, acero de refuerzo y totales asociados a cada hipótesis. Los resultados se normalizaron tomando como base los resultados asociados al modelo en que se consideran las hipótesis de las NTCC-04 para el cálculo de las rigideces efectivas (hipótesis II).

De la tabla 11 se observa que, para el caso en estudio, el edificio con mayor costo relativo total es aquel en que para su diseño se consideran las hipótesis del ACI-318-14 para la definición de las rigideces efectivas, lo que es congruente con lo expuesto en la tabla 10, y lo comentado previamente. Asociado a la demanda de volumen de concreto (tabla 10), se esperaría que el edificio en que se emplean las hipótesis de las NTCC-17 fuese el inmediato inferior en costo relativo total; sin embargo, dado que las secciones transversales obtenidas con base en las NTCC-17 son más robustas que las obtenidas empleando las NTCC-04, la demanda de acero de refuerzo, y su respectivo costo, disminuyen. Por lo tanto, el costo relativo total del modelo basado en las NTCC-17 es menor que el obtenido al considerar las NTCC-04 (tabla 10).

Finalmente, como se esperaba, el modelo en que se obtiene el menor costo total es aquel en que se consideran secciones no agrietadas, criterio considerado en los reglamentos de México hasta la aparición de las NTCC-04, y que, como se comentó, aún se emplea en la práctica profesional. Es importante hacer notar que, con excepción del modelo no agrietado, los costos relativos totales asociados a cada hipótesis no presentan diferencias significativas entre sí. Sin embargo, como se comenta con mayor detalle en Godínez *et al.* (2017), debe tenerse en cuenta que el costo total obtenido al considerar secciones gruesas no es siempre el más bajo, pues para modelos de menor altura (hasta seis niveles), a pesar de obtener menores volúmenes de concreto, la demanda de acero de refuerzo suele incrementarse debido a que en este tipo de edificios el diseño a flexión de muchas vigas queda dominado por combinaciones de cargas verticales exclusivamente, incrementando su costo total.

Tabla 11 Volúmenes de concreto reforzado y costos relativos asociado a cada hipótesis de análisis

Hipótesis		Costo relativo		
		Concreto	Acero de refuerzo	Total
I.	No agrietado	0.78	0.98	0.88
II.	NTCC-04	1.00	1.00	1.0
III.	ACI-318	1.22	0.87	1.04
IV.	NTCC-17	1.06	0.91	0.98

6 CONCLUSIONES

Se presentó un estudio en que se ilustra, de forma simple, el efecto que tiene el criterio empleado para la definición de las rigideces efectivas a flexión de los elementos estructurales en el proceso de diseño sísmico de sistemas no dúctiles con base en marcos de concreto reforzado. En primera instancia, para evaluar el efecto derivado de emplear diferentes criterios en la definición de las rigideces efectivas en vigas, se estudiaron edificios regulares de 4, 8 y 12 niveles, en que se consideran dos variantes principales: a) la participación u omisión de la losa en rigidez y, b) la consideración u omisión del efecto del agrietamiento en la determinación de las rigideces de las vigas. En estos casos las rigideces de columnas se calcularon con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto. Posteriormente, se comparan los resultados de diseños realizados con base en diferentes criterios normativos para la determinación de las rigideces efectivas en los elementos estructurales, dentro de los que se encuentran: a) las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de México (NTCC-04), b) la propuesta del Instituto Americano del Concreto (ACI-318-14 2014) y, c) la nueva propuesta de las NTCC de México (NTCC-17). En este caso, se toma en cuenta un criterio adicional en que se consideran secciones no agrietadas. La comparativa se realiza en términos de las propiedades dinámicas, las distorsiones de entrepiso, los volúmenes de concreto reforzado requeridos y los costos asociados. De los resultados expuestos, y reconociendo las limitantes del estudio, se pueden hacer los siguientes comentarios y observaciones:

1) La selección de un criterio arbitrario para definir las rigideces efectivas de los elementos estructurales puede conducir a diseños no conservadores, pues de dicha selección son dependientes las estimaciones de aspectos de gran importancia, como son: las propiedades dinámicas de la estructura, las demandas de resistencia, la distribución de fuerzas en los elementos sismorresistentes, los efectos de segundo orden y, la estimación de desplazamientos y distorsiones de entrepiso.

2) Los resultados derivados de un análisis estructural basado en el uso de vigas de sección rectangular con propiedades gruesas no son equivalentes a aquellos en que se consideran vigas de sección *T* y *L* con propiedades agrietadas (considerando el efecto del agrietamiento como se indica en las NTCC-04).

3) Los efectos benéficos de la losa, para los casos estudiados, son mucho más notorio en rigidez que en resistencia. Debido a que uno de los principales retos durante el proceso de diseño sísmico de edificios de mediana y gran altura ubicados en zonas de alta sismicidad radica en el cumplimiento de los límites de distorsión asociados a los estados límite de servicio y prevención contra colapso, se recomienda que durante el proceso de diseño sísmico se tome en cuenta el efecto de la losa en rigidez, aspecto que suele omitirse actualmente en la práctica.

4) Respecto a los volúmenes de materiales y costos asociados, se observó que las mayores demandas de volumen de concreto reforzado corresponden al modelo en que se consideran las hipótesis del Reglamento ACI-318 (ACI-318 2014). En segundo sitio se encuentra el modelo diseñado con base en las hipótesis de las NTCC-17, seguido del modelo en que se consideran las hipótesis de las NTCC-04. Congruente con lo anterior, para el caso en estudio, el edificio con mayor costo relativo total es el diseñado considerando las hipótesis del ACI-318-14 (2014). Sin embargo, a pesar de demandar mayores volúmenes de concreto, el costo relativo total del modelo NTCC-17 es menor al del modelo NTCC-04. Esto se debe a que al contar con secciones transversales más robustas, su demanda de acero disminuye, impactando el costo final. Finalmente, como se esperaba, el modelo en que se obtiene el menor costo total es aquel en que se consideran secciones no agrietadas, criterio empleado hasta la aparición de las NTCC-04, y que, por esta y otras razones, aún se emplea en la práctica profesional. Es importante hacer notar que, con excepción del modelo no agrietado, los costos relativos totales asociados a cada hipótesis reglamentaria no representan diferencias significativas entre sí. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el costo total obtenido al considerar secciones gruesas no es siempre el más bajo, pues para modelos de menor altura, a pesar de obtener menores volúmenes de concreto, la demanda de acero de refuerzo suele incrementarse debido a que en este tipo de edificios el diseño a flexión de muchas vigas queda dominado por combinaciones de cargas verticales exclusivamente, incrementando su costo total.

5) La aplicación de los criterios de la nueva propuesta de las NTCC-17 no tiene un impacto económico significativo respecto a lo considerado actualmente en las NTCC-04. Es claro que se requieren resultados provenientes de un inventario mucho más amplio de estructuras para ofrecer conclusiones generales en este rubro, por lo que actualmente se está trabajando en el diseño de un número importante de marcos planos y edificios con diferentes características geométricas y parámetros de diseño, representativos de la zona de estudio.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece el apoyo del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (Conacyt) para la elaboración de este estudio, como parte del Proyecto de Investigación de Ciencia Básica No. 258271 "Determinación de rigideces efectivas de elementos estructurales para el análisis por sismo de sistemas diseñados con base en marcos de concreto reforzado".

REFERENCIAS

1. ACI 318-14 (2014). *Building code requirements for structural concrete (ACI-318-14) and commentary*. Farmington Hills. (MI, USA) American Concrete Institute.

2. Al-Zaid, R.Z., Al-Shaikh, A.H. y Abud-Hussein, M.N. (1991), "Effect of loading type on the effective moment of inertia of reinforced concrete beams", *ACI Structural Journal*, **88 (2)**, 184-190.

3. Camacho, C.I. (2015), "Comparativa de diferentes criterios para considerar el agrietamiento en el diseño sísmico de edificios de concreto reforzado", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Chiapas.

4. Duan, L., Wang, F. y Chen, W. (1989), "Flexural rigidity of reinforced concrete members", *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, **86 (4)**, 419-427.

5. Elwood, K.J. y Eberhard, M.O. (2006), "Effective stiffness of reinforced concrete columns", *ACI Structural Journal*, Research Digest **No. 2006-1**, 1-5.

6. Elwood, K.J. y Eberhard M. O. (2009), "Effective stiffness of reinforced concrete columns", *ACI Structural Journal*, **julio-agosto**, 476-484.

7. ETABS (2013). *ETABS Nonlinear Version 13.1.5, Extended 3D analysis of building systems*. *Computer and Structures, Inc.*, Berkeley, California.

8. España, S.F. (2016), "Influencia del agrietamiento en vigas durante el proceso de diseño sísmico de edificios de concreto reforzado", *Tesis de*

Licenciatura, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Chiapas, marzo.

9. FEMA-356 (2000). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA publication 356*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, noviembre.

10. Godínez, E.A. y Tena, A. (2011), "Comportamiento no lineal de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo metálico chevrón. Propuesta de diseño", *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS*, **85**, 61-102.

11. Godínez, E.A., Tena, A. y Pérez, L.E. (2012), "Comportamiento sísmico de edificios con base en marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo chevrón", *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS*, **86**, 55-87.

12. Godínez, E.A. y López, F. (2014), "Importancia del diseño de las conexiones viga-columna en la capacidad sismorresistente de edificios dúctiles de concreto reforzado en México", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **19 (2)**, 113-142.

13. Godínez, E.A., Villafuerte, H., Tena, A. y González, O.M. (2017), "Evaluación del impacto económico de las disposiciones de la propuesta de las NTCC-17 para el cálculo de rigideces efectivas en edificios de marcos de concreto reforzado no dúctiles", *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*. Enviado para posible publicación.

14. González, O.M. (2017), Comunicación personal.

15. Horvilleur, J.F. y Cheema, M.A. (1994), "Análisis lateral de marcos de concreto reforzado sometidos a cargas laterales sísmicas", *Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Zacatecas, Zacatecas, **I**, 244-259, octubre.

16. Khuntia, M. y Ghosh, S.K. (2004a), "Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: analytical approach", *ACI Structural Journal*, **101 (3)**, 351-363.

17. Khuntia, M. y Ghosh, S.K. (2004b), "Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: Experimental verification", *ACI Structural Journal*, **101 (3)**, 364-374.

18. NTCC-2004 (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-BIS, octubre.

19. NTCCA-04 (2004). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-BIS, octubre.

20. NTCS-04 (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-BIS, octubre.

21. NTCC-16 (2016). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto*. Propuesta de norma bajo revisión del Comité de Normas de México.

22. NZS-06 (2006). *Code of practice for the design of concrete structures*, NZS 3101. *Standards Association of New Zealand*. Private Bag. Wellington.

23. “Manual” (2010). *Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8*. The Institution of Structural Engineers.

24. Paulay, T. (1996), “Seismic design of concrete structures the present needs of societies*”, Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering*, paper No. 2001. ISBN 0080428223.

25. Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley and Sons, Inc., New York.

26. Pantazopoulou, S.J. y French, C.W. (2001), “Slab participation in practical earthquake design of reinforced concrete frames”, *ACI Structural Journal*, **98 (4)**, 479-489.

27. Luna, J.L. y Tena, A. (1999), “Estudio de los criterios del RCDF para el diseño sísmico de edificios regulares con marcos dúctiles de concreto reforzado”, *Memorias, XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica,* Morelia, México, **II**, 1051-1060.

28. Luna, J.L. y Tena, A. (2000), “Estudio de los criterios del RCDF para el diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos de concreto reforzado con baja ductilidad”, *Memorias, XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, México, CDROM, noviembre.

29. Nangullasmú, H.J. y Tena, A. (2016), “Requisitos mínimos de detallado dúctil en marcos de concreto reforzado protegidos con disipadores histeréticos de energía”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, **95**, 1-32.

30. RCDF-04 (2004). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*.

31. Rodríguez, M.E. y Restrepo, J.I. (2012), “Práctica y diseño sísmico de edificios en México - Cambios necesarios”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, **86**, 89-118.

32. Tena, A., del Valle, E. y Filloy, E. (1996), “Evaluación de las recomendaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal sobre el diseño por sismo de estructuras a base de marcos de concreto reforzado”, *Reporte FJBS/CIS-96/06*, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, diciembre.

33. Tena, A. (2001), “Respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado irregulares en esbeltez y en elevación diseñados para distorsiones de entrepiso altas”, *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, México, CDROM, noviembre.

34. Tena, A. (2007). *Análisis de estructuras con métodos matriciales*, primera edición, editorial Limusa, septiembre.

35. Tena A., Correa, H., Luna, J., y Gatica, G. (2008), “Seismic behavior of code-design medium rise special moment-resisting frame RC buildings in soft soils of Mexico City”, *Engineering Structures*, **30 (12)**, 3681-3707, doi:10.1016/j.engstruct.2008.05.026.

36. Tena, A. (2010), “Review of the soft first story irregularity condition of buildings for seismic design”, *The Open Civil Engineering Journal*, **4**, 1-15.

37. Tena, A., Gatica, G., Urbina, L.A., y Victoria, L. (2012), “Impacto de la disposición de vigas secundarias en losas perimetralmente apoyadas en el comportamiento sísmico de edificios diseñados con base en marcos de concreto reforzado”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **17**, 63-85.

38. Tena, A. y Nangullasmú, H.J. (2013), “Diseño sísmico de marcos no dúctiles de concreto reforzado con disipadores de energía histeréticos: definición de parámetros de diseño”, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*,**13(2)**, *275*-299

39. Tena, A. y Cortés, J.A. (2014), “Impacto de la redundancia estructural en el comportamiento sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **19 (1)**, 1-34

40. Tena, A. (2017), Comunicación personal.